

III-1-Acrotère :**III-1-1-Introduction**

L'acrotère est un élément en béton armé en tournant le bâtiment conçu pour la protection de l'étanchéité et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse.

L'acrotère est soumis à son poids propre (**G**) qui donne un effort normal N_G vertical et une charge d'exploitation horizontale due à la main courante non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion.

Donc le calcul s'effectue pour une bande de 1 ml en flexion composée (**M, N**)

Soit une section de

La hauteur **h=76 cm**

L'épaisseur **e_p= 17 cm**

III -1-2-Calcul des sollicitations :**III 1-2-1Calcul des efforts :**

↳ **a) Poids propre :**

$$S = [(0,17 \times 0,57) + (0,11 \times 0,30) + \frac{1}{2}(0,08 \times 0,30)]$$

$$S = 0,1419 \text{ m}^2$$

$$G = s \times \gamma_b = 0,1419 \times 25 = 3,55 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

↳ **b) Effort normal :**

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 3,55 = 4,79 \text{ KN/ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 3,55 \text{ KN/ml}$$

↳ **c) Moment de flexion :**

$$M_u = 1,5 \times NQ \times h$$

$$= 1,5 \times 1 \times 0,76 = 1,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = MQ = NQ \times h = 1 \times 0,76 = 0,76 \text{ KN.m}$$

↳ **d) Effort tranchant :**

$$V = NQ = 1 \text{ KN/m}$$

$$V_u = 1,5 V = 1,5 \text{ KN/m}$$

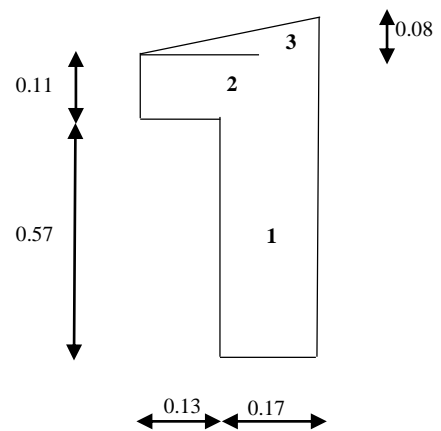


Figure-III-01- acrotère en B.A

$$V_{ser} = V = 1 \text{ KN/m}$$

↳ **E) Excentricité :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,14}{4,79} = 0,24 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,17}{2} = 0,085 \text{ m} < 0,24 \text{ m}$$

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

III-1-3-Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

III-1-3-1-Enrobage :

Fissuration préjudiciable :

On prend $C = C' = 2 \text{ cm}$

$$M_u = N_u \left[e + \frac{h}{2} - c \right]$$

$$= 4,79 \left[0,24 + \frac{0,19}{2} - 0,02 \right] = 1,51 \text{ kN.m}$$

$$(d - c')N_u - M_u \leq ((0,337 \cdot h) - (0,81 \cdot c')) \times b \times h$$

$$(0,017 - 0,02) \cdot 4,79 - 1,14 = -1,15 \text{ kN.m}$$

$$((0,337 \times 0,19) - (0,81 \cdot 0,02)) \times 14,17 \times 10 \times 1 \times 0,1 = 14,70 \text{ kN.m}$$

$$-1,15 \text{ kN.m} < 14,70 \text{ kN.m}$$

; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire

$$(b \times h) = (100 \times 17) \text{ cm}^2.$$

III-1-4-Calcul du ferrailage (E.L.U) :

$$M_u = 1,51 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1,51 \times 10^3}{100 \times 15,3^2 \times 14,17} = 0,0046$$

$$\mu = 0,0046 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A } (\varepsilon_s = 10 \text{ ‰})$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

III-1-4-1-Vérification de l'existence des armatures comprimées A_{sc} :

$$\mu_l = 0,80 \cdot \alpha_1 (1 - 0,4\alpha_1) ;$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668$$

$$\text{avec } \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \cdot \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 0,174 \times 10^{-2}$$

$$\mu_l = 0,80 \times 0,668 (1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,0046 \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,0046 \Rightarrow \beta = 0,998$$

On calcul :

A_{fs}: Section d'armatures en flexion simple ;

A_{fc}: Section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{1,51 \times 10^3}{348 \times 15,3 \times 0,998} = 0,284 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \sigma_s} = 0,284 - \frac{4,79 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,146 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III-1-4-2-Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

↳ a) Les armatures principales :

$$N_{ser} = NG = 3,55 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = MQ = 0,76 \text{ KN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,76}{3,55} = 0,21 \text{ m} = 21 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 17 = 15,3 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23$$

$$= \frac{15,3 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{21 - 6,885}{21 - 2,831} \times 0,23 = 1,435 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **6 φ 8** p.m. $A_s = 3,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 16,5 \text{ cm}$

↳ b) Les armature de répartitions : $A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,02}{4} = 0,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **4 φ 8** p.m. $A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 25 \text{ cm}$

III-1-5-Verification a l'E.L.S :**III-1-5-1-Vérification des contraintes (E.L.S.) :**

↪ a) Moment de service :

$$M_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 3,55 \left(0,21 - 0,02 + \frac{0,17}{2} \right) = 1,12 \text{ KN.m}$$

↪ b) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 45,3y - 693,09 = 0 \Rightarrow y_1 = 3,30 \text{ cm}$$

↪ c) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,30^3}{3} + 15 \times 3,02(15,3 - 3,3)^2 = 7721,1 \text{ cm}^4$$

III-1-5-2-Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{1,12 \times 10^3}{7721,1} \times 3,30 = 0,48 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,48 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

III-1-5-3-Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right); \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

Avec :

Avec η : coefficient de fissuration pour les aciers à HA ; $\phi \leq 6 \text{ mm}$; On prend $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 ; 695,70) = 266,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y) = 15 \frac{1,12 \times 10^3}{7721,1} (15,3 - 3,30) = 26,11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 26,11 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 266,67 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

III-1-5-4-Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{1 \times 0,153} = 9,80 \text{ KN/m}^2 = 0,0098 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}); \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 ; 4) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0098 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

III-1-5-5-Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone **A = 0,1**

C_p: Facteur de force horizontale **C_p = 0,8**

W_p : Poids propre de l'acrotère **W_p = 3,55 KN**

F_p: Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,1 \times 3,55 = 1,136 \text{ KN} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN} ; \text{Condition vérifiée}$$

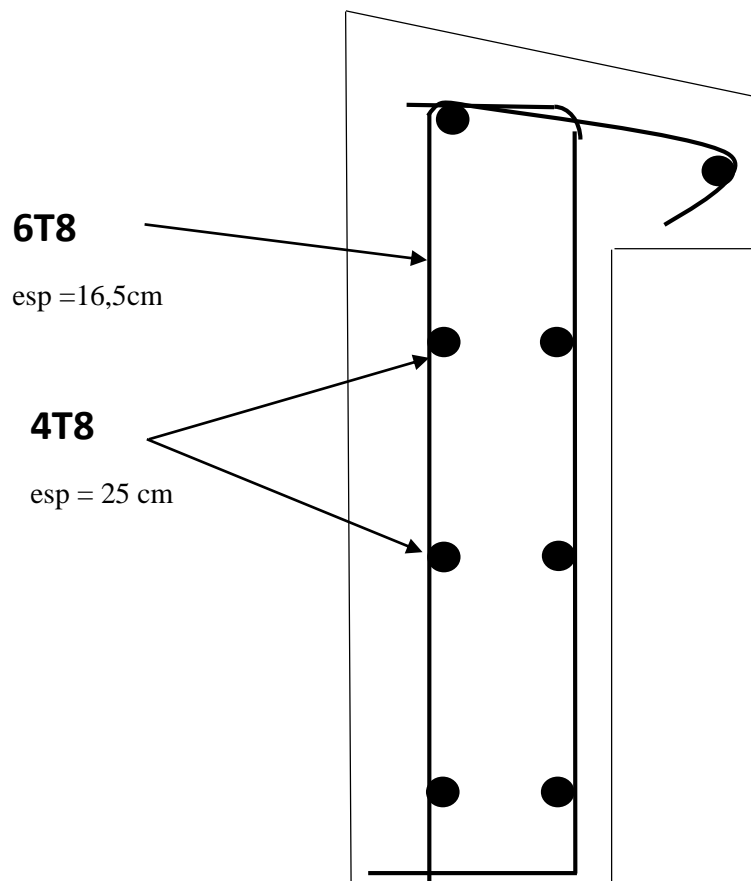


Figure-III-02-Schéma du ferrailage de l'acrotère

III-2-Escaliers

III-2-1-Introduction

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage entre les différents niveaux d'un bâtiment, dans notre cas on distingue type d'escalier, un escalier a trois volées, le 2eme volée à marche consol.

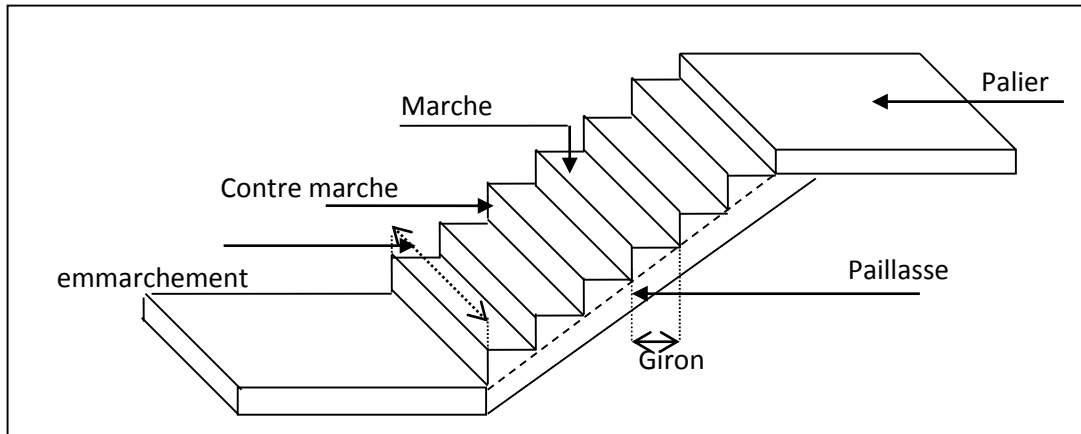


Figure-III-03-schéma d'un escalier

III-2-2-Pré dimensionnement :

Si « g » est la distance horizontale entre deux nez de marche successifs et « h » la hauteur de la marche, la relation linéaire suivante, dite « formule de Blondel », vérifie la constatation empirique suivante :

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm} ; \text{ Avec :}$$

h : La hauteur de la marche (contre marche) ;

g : La largeur de la marche.

On prend : $2h + g = 64 \text{ cm}$

On a aussi c'est deux formules

$$H = n \times h \text{ et } L = (n - 1)g \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

H : Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage ;

n : Le nombre de contre marche ;

L : La projection horizontale de la longueur total de la volée.

III-2-3-Etude d'un escalier à deux volées (RDC et étages courants) 1 :

↳ a) **Dimensionnement des marches et contre marches :**

D'après (1), on a :

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n-1}$$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = \left(\frac{L}{n-1} + 2 \right) \times \frac{H}{n}$$

$$\text{Et puis : } mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Avec : $m = 64 \text{ cm}$, $H = 102 \text{ cm}$ et $L = 180 \text{ cm}$

$$\text{Donc l'équation (2) devient : } 64n^2 - 448n + 204 = 0$$

La solution de l'équation est : **$n=6$** (nombre de contre marche)

Donc : **$n - 1 = 5$** (nombre de marche)

$$h = \frac{102}{6} = 17 \text{ cm ; } g = \frac{180}{5} = 30 \text{ cm ;}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm ; condition vérifiée}$$

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

↳ b) **Epaisseur de la volée (e_v) :**

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \Rightarrow \frac{490}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{490}{20 \times 0,87}$$

$$\Rightarrow 18,85 \leq e_v \leq 28,27$$

$$\mathbf{e_v = 18 \text{ cm}}$$

↳ c) **Epaisseur du palier (e_p):**

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{10}{0,87} = 12 \text{ cm ; } \mathbf{e_p = 20 \text{ cm}}$$

III-2-3-1-Charges et surcharges :

↪ a) Palier :

Tableau-III-1-Charges est surcharges de la poutre palière

Désignation	Valeur en KN/m ²	
Revêtement en carrelage (e =2cm)	2×0.20	0.40
Mortier de pose(e =2cm)	2×0.20	0.40
Poids propre du palier (e _p =20cm)	0.25×20	3
Lit de sable (e =2cm)	0.02×18	0.36
Enduit de plâtre(e =2cm)	2×0.10	0.20
	G	4.36
	Q	2.5

$$G = 4.36 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

Le calcul suivant se fait pour **une bande de 1 m** de largeur :

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = 9.66 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = (G + Q) \times 1 = 6.86 \text{ KN/ml}$$

↪ b) Paillasse :

Tableau-III-2-Charges est surcharges d'escalier

Désignation	Valeur en KN/m ²	
Carrelage	2×0.20	0.40
Mortier horizontal (e =2cm)	2×0.20	0.40
Revêtement en carrelage (e=2cm) ×0.20× h/g	2×0.02×0.56	0,23
Lit de sable (e =2cm)	0.02×18	0.36
Enduit de plâtre(e =2cm)	2×0.10	0.20
Poids propre de la paillasse	0.18×25	4.5
Poids propre des marches h/2×22		1,87
Mortier de ciment vertical (e=2cm)×0.20× h/g	2×0,02×0.56	0,23
	G	6.19
	Q	2.5

III-2-3-2-Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :

$$G = 6.19 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur :

$$Q_u = 12.11 \text{ KN/m}$$

$$Q_{ser} = 8.70 \text{ KN/m}$$

III-2-3-3-Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :

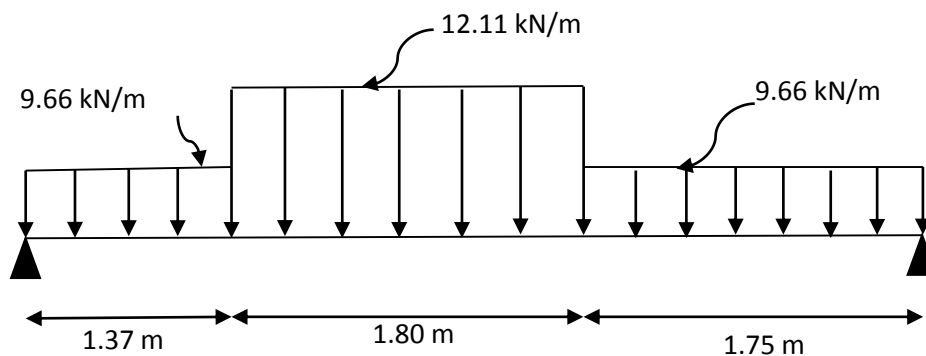


Figure-III-04-Schéma d'évaluation des charges

↳ a) Détermination des réactions :

$$R_b + R_a = (9.66 \times 1.37) + (12.11 \times 1,80) + (9.66 \times 1.75) = 51.93 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \sum M_A = 0 \Rightarrow & \left(-9.66 \times 1.37 \times \left(\frac{1.37}{2} + 1.8 + 1.75 \right) \right) + \left(-12.11 \times 1,80 \times \left(\frac{1.80}{2} + 1.75 \right) \right) \\ & + \left(-9.66 \times 1.75 \times \left(\frac{1.75}{2} \right) \right) + (4.92 \times R_a) = 0 \end{aligned}$$

$$R_b = 25.79 \text{ KN}$$

$$R_a = 26.14 \text{ KN}$$

Distance	Schéma statique	Cas
$0 \leq x \leq 1.37$		1
$1.37 \leq x \leq 3.17$		2
$0 \leq x \leq 1.75$		3

Figure-III-05-Moment de calcul.

B) Cas 1 ($0 \leq x \leq 1.37$) :

b-1) Effort tranchant :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow (-T) - (9.66)x + 26.14 = 0$$

$$\Rightarrow T = -(9.66)x + 26.14$$

b-2) Moment fléchissant :

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow M_x + 9.66 \frac{x^2}{2} - 26.14x = 0$$

$$M_x = -4.83x^2 + 26.14x$$

b-3) Détermination du moment fléchissant et effort tranchant :**Tableau-III-3-Valeurs de (M) et de (T) en fonction de la distance pour cas 1.**

	$x = 0$	$x = 1.37$
T(KN)	26.14	12.90
M(KN.m)	0	26.75

C) Cas 2 ($1.37 \leq x \leq 3.17$) :**c-1) Effort tranchant :**

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow (-T) - (9.66)(1.37) - (12.11)(x - 1.37) + 26.14 = 0$$

$$\Rightarrow T = -12.11 x + 29.49$$

c-2) Moment fléchissant :

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow M_x + \left(9.66 \times 1.37 \times \left(x - \frac{1.37}{2} \right) \right) + \frac{12.11 \times (x - 1.37)^2}{2} - 26.14x = 0$$

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow M_x = - \left(9.66 \times 1.37 \times \left(x - \frac{1.37}{2} \right) \right) - \frac{12.11 \times (x - 1.37)^2}{2} + 26.14x = 0$$

c-3) Détermination du moment fléchissant et effort tranchant :**Tableau-III-5-Valeurs de (M) et de (T) en fonction de la distance pour cas 2.**

	$x = 1.37$	$x = 3.17$
T(KN)	12.9	-8.9
M(KN.m)	26.75	30.36

On trouve moment max : $T = -12.11 x + 29.49 = 0 \Rightarrow x = 2.43 \text{ m}$

$$M_{Max} = 33.62 \text{ kN.m}$$

D) Cas 3 ($0 \leq x \leq 1.75$) :

d-1) Effort tranchant :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow (T) - (9.66)x + 25.79 = 0$$

$$\Rightarrow T = (9.66)x - 25.79$$

d-2) Moment fléchissant :

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow -M_x - 9.66 \frac{x^2}{2} + 25.79x = 0$$

$$M_x = -4.83x^2 + 25.79x$$

d-3) Détermination du moment fléchissant et effort tranchant :

Tableau-III-4-Valeurs de (M) et de (T) en fonction de la distance pour cas 1.

	$x = 0$	$x = 1.75$
T(KN)	-25.79	-8.88
M(KN.m)	0	30.36

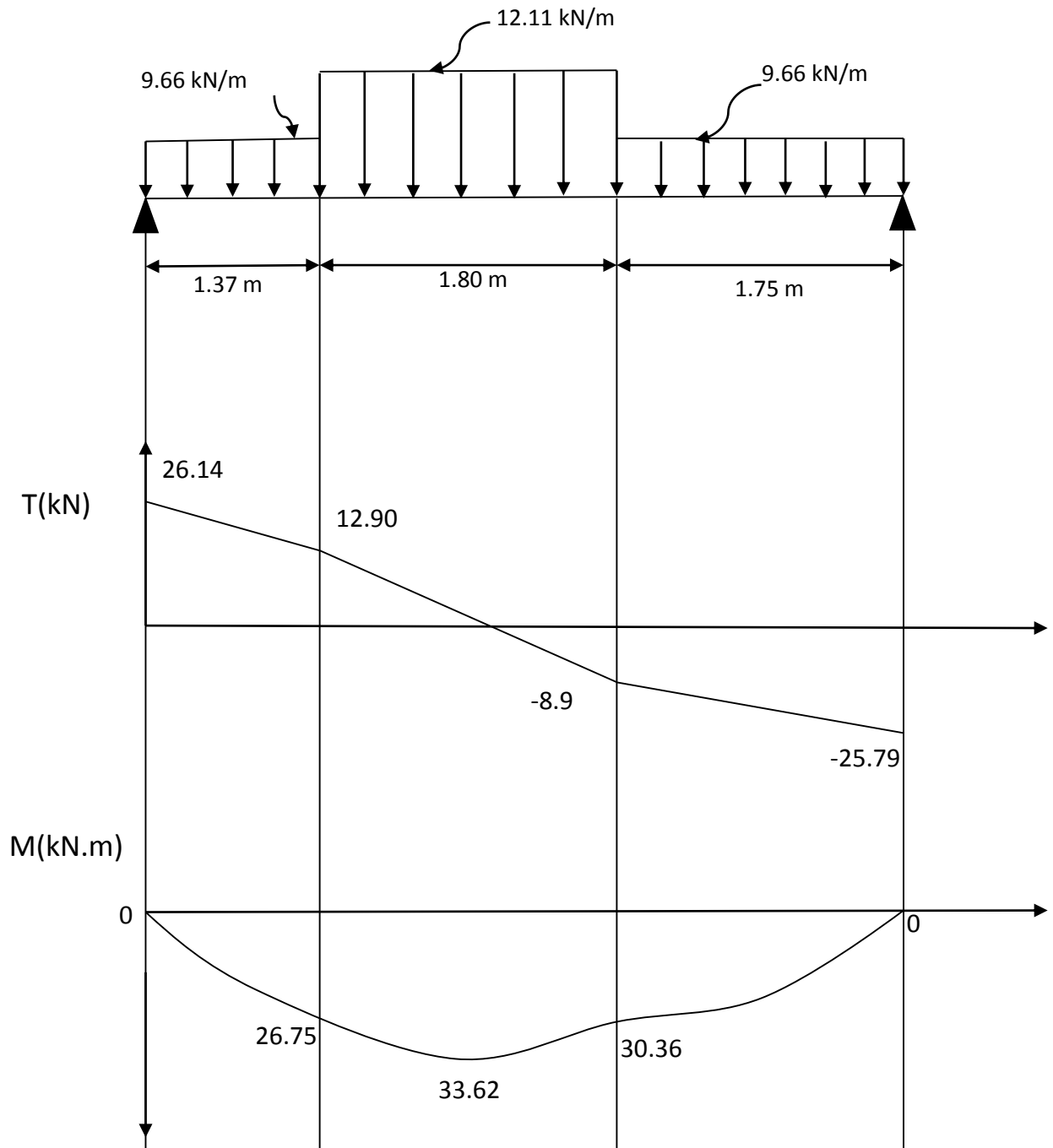


Figure-III-6-diagrammes de (M) et de (T)

III-2-3-4-Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U :

On a

$$M_{\max} = 33.62 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_{\max} = 0,85 \times 33.62 = 28.6 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,40M_{\max} = 0,40 \times 33,62 = 13,45 \text{ KN.m}$$

III-2-3-4-1-Ferraillage:

↳ a) En travée:

$$M_t = 28,6 \text{ KN.m} ; d = 0,9h = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{28,6 \times 10^3}{14,17 \times 9^2 \times 100} = 0,25 < \mu_L \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,25 \Rightarrow \beta = 0,854 ,$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{28,60 \times 10^3}{348 \times 9 \times 0,854} = 10,69 \text{ cm}^2$$

On adopte **6T12** avec : $A_{st} = 11,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$; ST = 15 cm

a-1) Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{10,69}{4} = 2,67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **5T10** = $3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$; ST = 20 cm

a-2) Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = \frac{b \times d \times f_{t28} \times 0,23}{f_e} = \frac{100 \times 9 \times 2,1 \times 0,23}{400} = 1,086 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 11,31 > A_{s \min} = 1,086$ condition Vérifiée.

b) Sur appuis:

$$M_t = 16,7 \text{ KN.m} ; d = 0,9h = 0,9 \times 12 = 10,8 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{16,7 \times 10^3}{14,17 \times 10,8^2 \times 100} = 0,10 < \mu_L \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,10 \Rightarrow \beta = 0,947 ,$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{16,7 \times 10^3}{348 \times 10,8 \times 0,947} = 4,69 \text{ cm}^2$$

On adopte **6T10** avec : $A_{st} = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$; ST = 15cm

b-1) Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte $4 \Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $ST = 25 \text{ cm}$

b-2) Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = \frac{b \times d \times f_{t28} \times 0,23}{f_e} = \frac{100 \times 10,8 \times 2,1 \times 0,23}{400} = 1,304 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 2.01 > A_{s \min} = 1.304$ condition Vérifiée

$M_{ax} (A_{cal} , A_{min})=2.01$

On adopte $4 \Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

III-2-3-4-2-Vérifications :

Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{t \max} = 24.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85M_{\max} = 0,85 \times 24.06 = 20.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,40M_{\max} = 0,40 \times 24.06 = 9.62 \text{ KN.m}$$

a) En travée :

$$A_{st} = 11.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

a-1) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 169.65y - 1526.85 = 0 \Rightarrow y = 4,08 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

a-2) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4,08^3}{3} + 15 \times 11.31(9 - 4,08)^2 = 6370.53 \text{ cm}^4$$

a-3) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I}y = \frac{20.45 \times 10^3}{6370.53}4.08 = 13.09 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 13.09 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

b) Sur appuis :

$$A_{st} = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b-1) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 70.65y - 763.02 = 0 \Rightarrow y = 3.26 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b-2) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3.26^3}{3} + 15 \times 4.71(10.8 - 3.26)^2 = 5171.43 \text{ cm}^4$$

b-3) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{9.62 \times 10^3}{5171.43} 3.26 = 6.06 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6.06 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

III-2-3-4-3-Vérification de la flèche :

On doit vérifier 2 conditions :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{12}{492} = 0,024 \geq 0,033 ; \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.71}{100 \times 9} \geq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0049 \geq 0,005 ; \text{ Condition vérifiée}$$

III-2-4- volée marche console :

III-2-4-1-Etude du volet a marches consol :

Ce type là comme le précédant au point de vue nombre des marches et contre marche et leurs dimensions.

Dans ce cas on a les marches sont les éléments porteurs, ils sont encastrées dans une poutre brisé ayant un forme du volée, donc par conséquence la paillasse doit être mince (4cm) légèrement armé

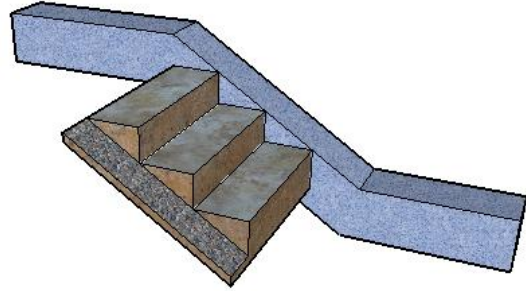


Figure-III-7-Des marches consol

III-2-4-2-Les charges et les surcharges :

Tableau-III-5- Les charges et les surcharges

Désignation	Valeur en KN/m ²	
Revêtement en carrelage horizontal	2×0,20	0,40
Mortier de ciment horizontal	0,02×20	0.40
Lit de sable	0,02×18	0,36
Revêtement en carrelage vertical	0,02×20×17/30	0.23
Mortier de ciment vertical	0,02×20×17/30	0.23
Poids propre de la paillasse	0,12×25/cosα	3.45
Poids propre des marches	(0,17/2)×25	2,13
Garde- corps		0,10
Enduit en plâtre	2×0,1/cosα	0,23
	G	7.53
	Q	2.5

a) La charge totale par marche :

$$Q_{ul} = (1,35G+1,5Q).0,3$$

$$= (1,35(7.53)+1,5(2,50)).0,3=4,17 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = (G+Q).0,3$$

$$= ((7.53)+(2,50)).0,3 = 3 \text{ KN/ml}$$

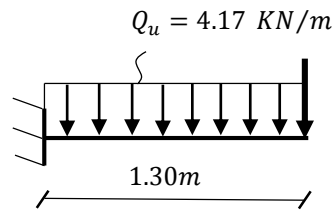


Figure-III-8-Schéma d'évaluation des charges (marches consol)

b) Efforts tranchants :

$$T = Q_u \times l = 4,17 \times 1,3 = 5,42 \text{ KN}$$

c) Moment isostatique

$$M = \frac{Q_u \times l^2}{2} = \frac{4,17 \times 1,30^2}{2} = 3,53 \text{ KN.m}$$

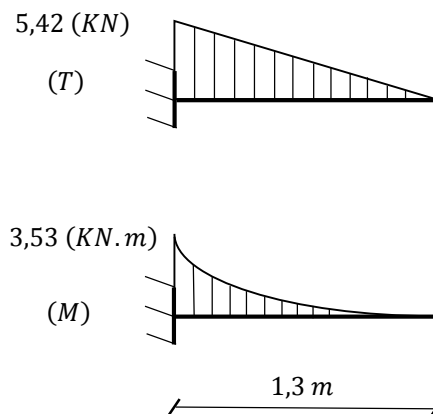


Figure-III-9-diagrammes de (M) et (T) des marches consoles.

Résultats obtenus :

↳ **E.L.U :**

$$T_{\max} = 5,42 \text{ KN}$$

$$M_a = 3,53 \text{ KN.m}$$

↳ **E.L.S :**

$$T_{\max} = 3.9 \text{ KN}$$

$$M_a = 2,53 \text{ KN.m}$$

III-2-4-3-Ferraillage :

↳ **A) E.L.U**

$$M_{\max} = 3,53 \text{ KN.m}$$

L'élément a ferraille c'est la marche donc La section devienne : $(gxh_{eq}) \text{ cm}^2$

$$D'où : h_{eq} = 17/2 + (15/\cos\alpha) = 25,74 \text{ cm} \Rightarrow d = 23,17 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{3,53 \times 10^3}{14,17 \times 23,17^2 \times 30} = 0,015 < \mu_L \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,015 \Rightarrow \beta = 0,992 ,$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{3,53 \times 10^3}{348 \times 23,17 \times 0,992} = 0,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 23,17 \times 2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st} = 0,67 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{Condition non vérifiée}$$

$$\text{donc } A_{st} = A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte : } 2 \Phi 8 \Rightarrow A_{st} = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III-2-4-4-Vérification des contraintes à l'E.L.S:

↳ a) **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 15y^2 + 15,15y - 351,03 = 0 \Rightarrow y = 4,36 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

↳ b) **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 4,36^3}{3} + 15 \times 1,01(23,17 - 4,36)^2 = 6189,13 \text{ cm}^4$$

↳ c) **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{2,55 \times 10^3}{6189,13} 4,36 = 1,79 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1,79 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

III-2-4-5-Justification vis à vis de l'effort tranchant :

$$T_u = 5,42 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{5,42 \times 10^3}{300 \times 231,7} = 0,078 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,079 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

III-2-4-6-Vérification de la flèche :

Pour le cas d'un console, la flèche F est égale à:

$$F = \frac{QL^4}{8EI} \dots\dots\dots \text{ flèche due à la charge repartie.}$$

↳ **a) Détermination du centre de gravité :**

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times A_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s} = \frac{30 \times 25,74 \times 12,87 + 15 \times 1,01 \times 23,17}{30 \times 25,74 + 15 \times 1,01} = 7,82 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 13,07 \text{ cm} \Rightarrow Y_2 = h - Y_1 = 25,74 - 13,07 = 12,67 \text{ cm}$$

↳ **b) Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b}{3} y_2^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{30 \times 13,07^3}{3} + \frac{30 \times 12,67^3}{3} + 15 \times 1,01 (23,17 - 13,07)^2 = 44211,28 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{Q \cdot L^4}{8EI} = \frac{4,17 \times 1,30^4 \times 10^7}{8 \times 32164,2 \times 44211,28} = 0,007 \text{ cm}$$

$$F_{ad} = \frac{L}{250} = \frac{130}{250} = 0,52 \text{ cm}$$

$F_{cal} = 0,007 \text{ cm} < F_{adm} = 0,52 \text{ cm}$; Condition vérifiée

Donc, pas de risque de la flèche

III-2-4-7-Vérification de la section d'armatures minimale:

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{0,039; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{400} = 0,03 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

III-2-4-8-Section des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,10 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1,36 \times 400} = -0,037 \text{ cm} \dots \dots \text{rejetée (2)}$$

Donc on prend le max de (1) ;(2)

$$A_t \geq 0,03S_t$$

Si on prend $S_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow A_t \geq 0,3 \text{ cm}^2$

Donc soit les armatures transversales en **2 Φ 6** ($S = 0,57\text{cm}^2$)

III-2-4-9-Ferraillage de la paille :

Puisque la paille se situe dans la partie comprimée, donc elle sera ferrailée constructivement par un simple quadrillage en **Φ6**

III-2-4-9-1Etude de la poutre brisée :

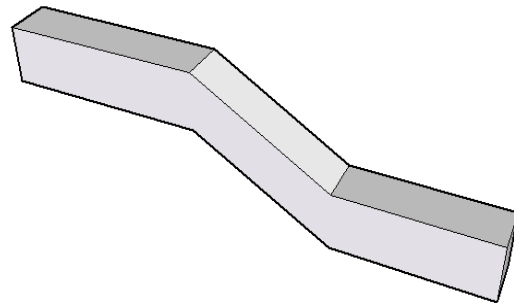


Figure-III-10-Schéma de poutre

III-2-4-9-2 Dimensionnement :

D'après la condition de rigidité (**BAEL91**),

On a :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26 \leq h \leq 40$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 27 \text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 8,1 \leq b \leq 10,8$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$

III-2-4-9-3-Les vérifications des conditions du R.P.A. 99/2003 :

$h = 35\text{cm} \geq 30 \text{ cm}$; Condition vérifiée

$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$; Condition vérifiée

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 ; \text{Condition vérifiée}$$

a) Partie droit (1) :

- Poids propre de la poutre : $25 \times 0,30 \times 0,35 \dots\dots\dots = 2.25 \text{ KN/ml}$
- Poids du mur situé sur la poutre : $2.88 \times 1,54 \dots\dots\dots = 4.43 \text{ KN/ml}$
- Réaction du chaque volée (à L'ELU) $\dots\dots\dots = 25,79 \text{ KN/ml}$
(à L'ELS) $\dots\dots\dots = 15,45 \text{ KN/ml}$

a-1) La charge totale :

- $Q_u = 1,35(2,25 + 1,87) + 25.79 \dots\dots\dots = 31.35 \text{ KN/ml}$
- $Q_{ser} = 2,25 + 1,80 + 15,45 \dots\dots\dots = 19,5 \text{ KN/ml}$
-

b) Partie droit (2) :

- Poids propre de la poutre : $25 \times 0,30 \times 0,30 \dots\dots\dots = 2,25 \text{ KN/ml}$
- Poids du mur situé sur la poutre : $2.88 \times 1,54 \dots\dots\dots = 4.43 \text{ KN/ml}$
- Réaction du chaque volée (à L'ELU) $\dots\dots\dots = 25.79 \text{ KN/ml}$
(à L'ELS) $\dots\dots\dots = 15,60 \text{ KN/ml}$

b-1) La charge totale :

- $Q_u = 1,35(2,25 + 2,45) + 25.79 \dots\dots\dots = 32,13 \text{ KN/mL}$
- $Q_{ser} = 2,25 + 2,45 + 15,60 \dots\dots\dots = 20,30 \text{ KN/mL}$

C) Partie brisé :

- Poids propre de la poutre: $(0,30 \times 0,30 \times 25) / \cos 29,54 \dots\dots\dots = 2,58 \text{ KN/m}$
- Poids du mur situé sur la poutre : $(2.88 \times 0,90) / \cos 29,54 \dots\dots\dots = 2.97 \text{ KN/m}$

- Réaction des marches (à L'ELU)=5.42 KN/ml
- (à L'ELS)=3.9 KN/ml

c-1) La charge totale :

- $Q_u = 1,35(2,58+1,49) + 5.42$ =10.91 KN/m
- $Q_{ser} = 2,58+1,49+3.9$ =7.97 KN/m

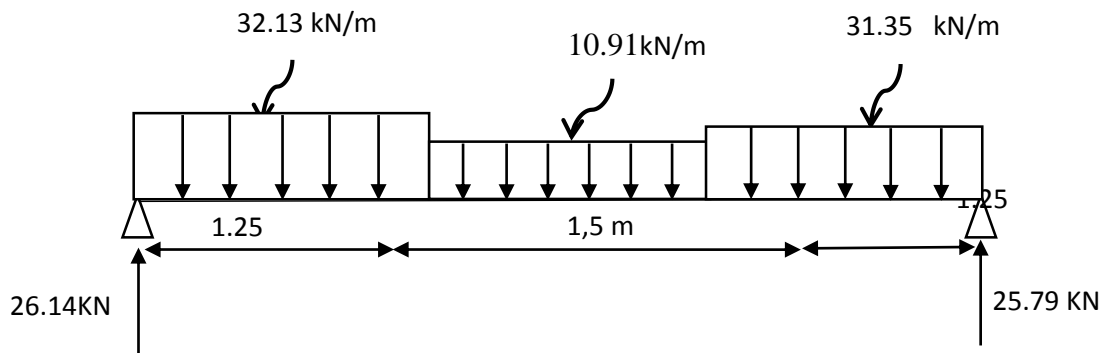


Figure-III-11-Schéma d'évaluation des charges (poutre brisée)

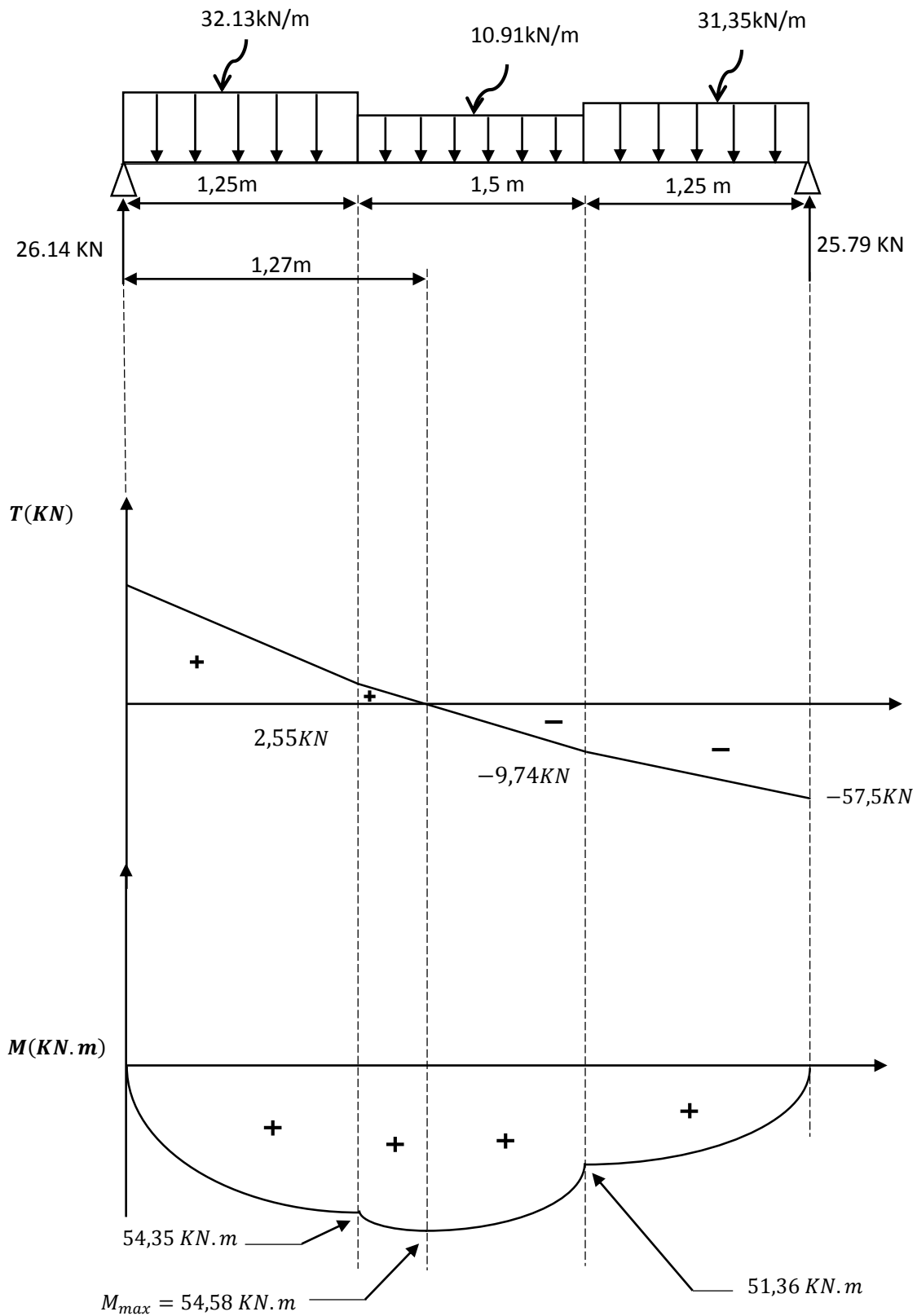


Figure-III-12-diagrammes de (M) et de (T)

d) Moment corrigé :

0,40M₀ : en appuis

0,85M₀ : en travée

M_{max} = 54,58 KN.m

d-1) Résultats obtenus :

↳ **E.L.U :**

T_{max} = 61,40 KN

M_{a max} = 54,58 KN. m

M_t = 0,85 M_{max} = 52,19 KN. m

M_a = 0,40 M_{max} = 21,83 KN. m

↳ **E.L.S :**

T_{max} = 37,88 KN

M_{a max} = 34,92 KN. m

M_t = 0,85 M_{max} = 29,68 KN. m

M_a = 0,40 M_{max} = 13,97 KN. m

III-2-4-9-4-Ferraillage (ELU)

a) En appuis : M_a=21,83 KN.m

La section a ferraillé : (30x35) cm² avec : d=31,5cm

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{21,83 \times 10^3}{14,17 \times 31,5^2 \times 30} = 0,052 < \mu_L \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,052 \Rightarrow \beta = 0,973 ,$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{21,83 \times 10^3}{348 \times 31,5 \times 0,973} = 2,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

a-1) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{st} = 2,05 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Condition vérifiée

Donc On adopte : **3T12** $\Rightarrow A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$

b) En travée : $M_t = 46,39 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{46,39 \times 10^3}{14,17 \times 31,5^2 \times 30} = 0,110 < \mu_L \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,110 \Rightarrow \beta = 0,942 ,$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{46,39 \times 10^3}{348 \times 31,5 \times 0,942} = 4,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b-1) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{st} = 4,49 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Condition vérifiée

Donc On adopte : **3T14** $\Rightarrow A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$

III-2-4-9-5-Justification vis à vis de l'effort tranchant :

$T = 61,40 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{61,40 \times 10^3}{315 \times 300} = 0,65 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4\text{MPa})$; Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5\text{MPa} ; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,65\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$; Condition vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement.

III-2-4-9-6-Vérification des contraintes à l'E.L.S :

a) En travée :

$M_{\text{tsr}} = 29,68 \text{ KN.m}$, $A_s = 4,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$

a-1) Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 15y^2 + 69,3y - 2182,95 = 0 \Rightarrow y = 9,97 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

a-2) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 9,97^3}{3} + 15 \times 4,62(31,5 - 9,97)^2 = 42033,65 \text{ cm}^4$$

a-3) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{29,68 \times 10^3}{42033,65} 9,97 = 7,04 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,04 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

b) En appuis:

$$M_{aser} = 13,97 \text{ KN.m} ; A_s = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b-1) Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 15y^2 + 35,4y - 1115,1 = 0 \Rightarrow y = 7,52 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b-2) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 7,52^3}{3} + 15 \times 3,39 (31,5 - 7,52)^2 = 24609,02 \text{ cm}^4$$

b-3) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{13,97 \times 10^3}{24609,02} 7,52 = 4,27 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,27 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

III-2-4-9-7-Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{414} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,085 \geq 0,063 ; \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{tser}}{10 \times M_{0ser}} \Rightarrow \frac{35}{414} \geq \frac{29,68}{10 \times 34,92} \Rightarrow 0,085 \geq 0,085 ; \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{31,5 \times 30} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,005 \leq 0,011 ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc il est inutile de calculer la flèche.

III-2-4-9-8-Section des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1\right) = \min(10; 30; 14) \Rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm}$$

a) L'espacement :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(28,35 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 28 \text{ cm}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

Zone nodale : $S_t \leq \min(15 \text{ cm}; 10\phi_1) = \min(15 \text{ cm}; 14 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 12 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq 15\phi_1 = 18 \Rightarrow S_t = 18 \text{ cm}$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

k=1 (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$(\alpha=29,54^\circ) \Rightarrow (\sin\alpha + \cos\alpha) = 1,36$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,65 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1,36 \times 400} = 0,0014 \text{ cm} \dots \dots (1)$$

III-2-4-9-9-Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,325; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{400} = 0,03 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

Donc on prend le max de (1);(2)

$$A_t \geq 0,03S_t$$

On prend $S_t = 18 \text{ cm} \Rightarrow A_t \geq 0,54 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\phi_8 = 1,51$ et $S_t = 18 \text{ cm}$

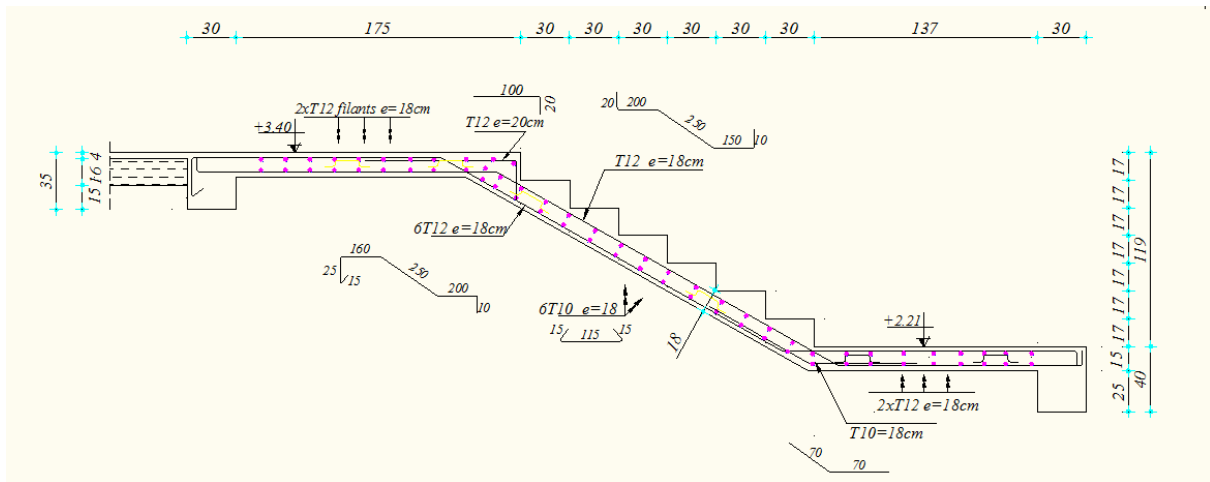


Figure-III-13-ferrailage de l'escalier

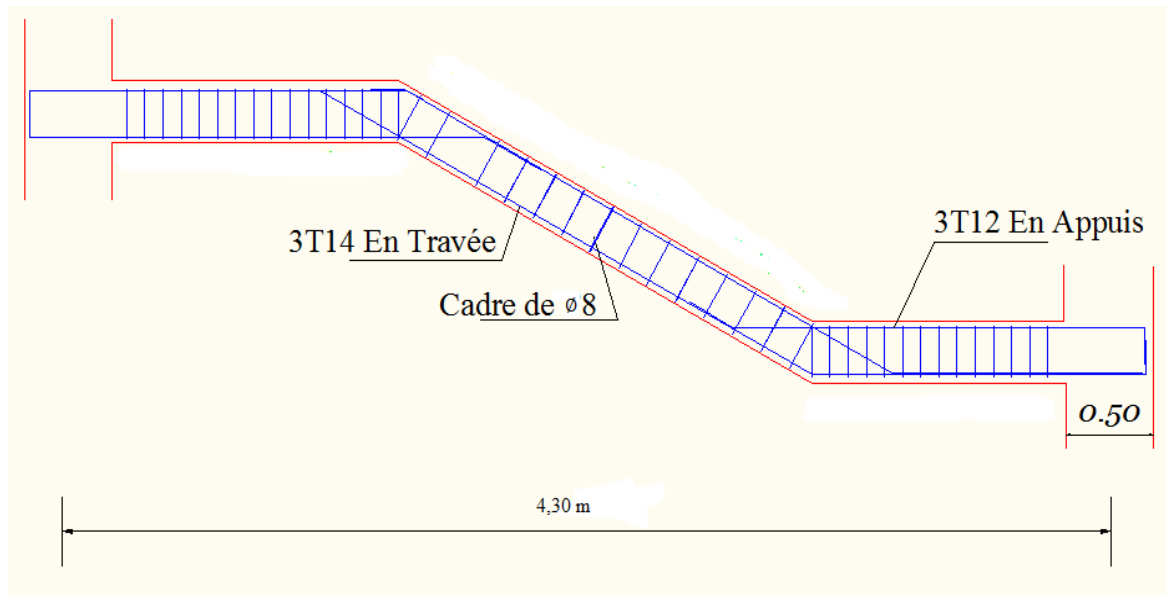


Figure-III-14-ferrailage de la poutre brisée

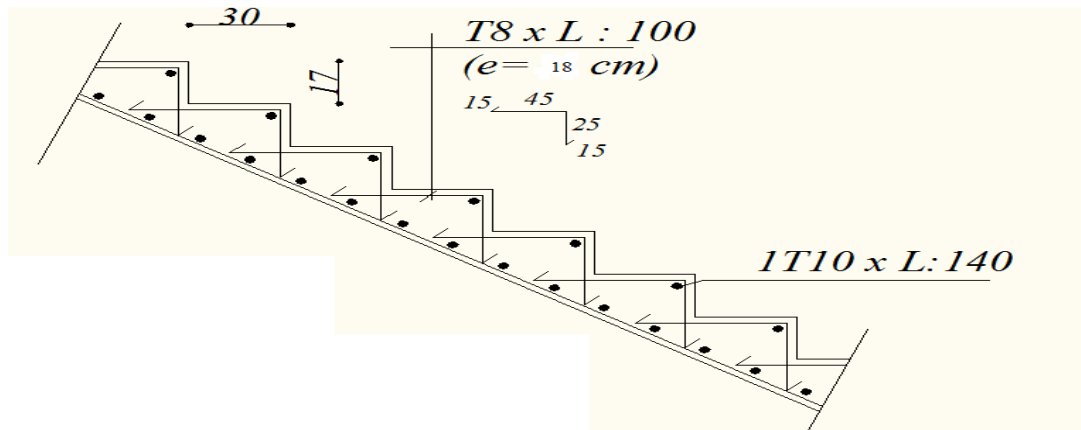


Figure-III-15-ferrailage des marches

III-3-L'ascenseur :

III-43-1-Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).

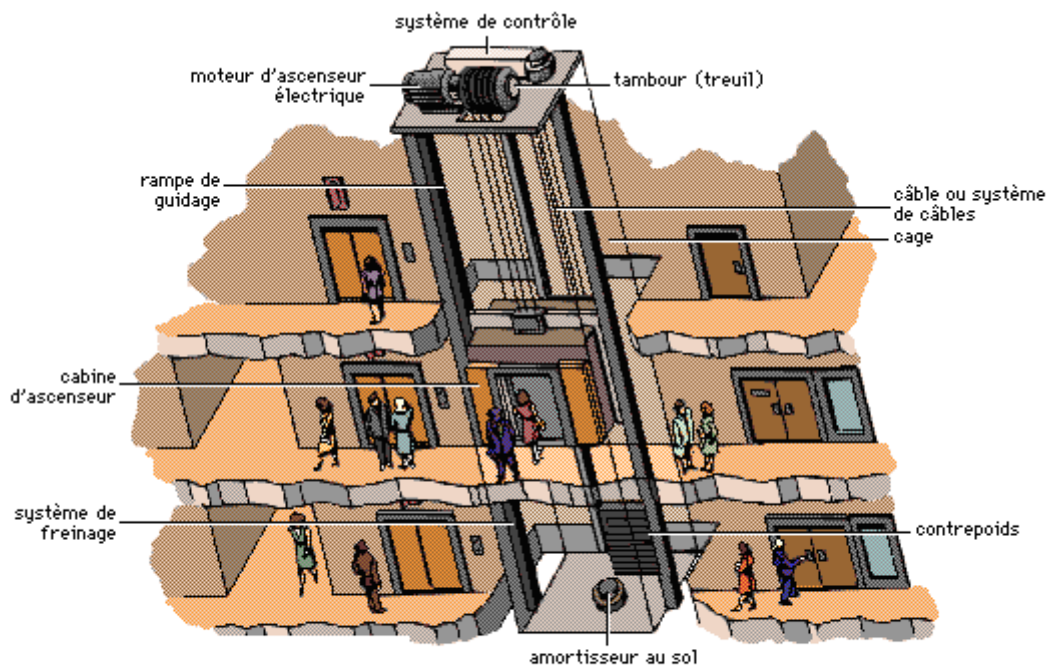


Figure-III-16-Ascenseur dans un bâtiment

III-4-2-Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- le treuil de levage et sa poulie
- la cabine ou la benne
- le contre poids

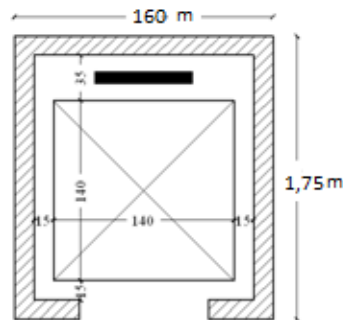
La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie Le treuil soit :

- P_m « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : la charge en cabine
- P_p : le poids de contrepoids tel que $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m².

Ses dimensions selon (NFP82-22)



Largeur de la cabine : 1,40 m

Langueur de la cabine : 1,40 m

Hauteur : m

La largeur de passage libre : 0,8 m

La hauteur de passage libre : 1,60 m

La hauteur de la course : 35,53 m

La surface latérale : $S = ((2 \times 1,4) + 1,4) \times 2,20 = 9,24 \text{ m}^2$,

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA ; donc on prend une épaisseur de 15 cm,

Tableau-III-6-Poids mort de l'ascenseur

Poids de la cabine : $S = (2 \times 1,4 + 1,40) \times 2,20 = 9,68 \text{ m}^2$	$M_1 = 11,5 \times 9,24 \times 1,40 = 148,8 \text{ kg}$
Poids de plancher : $S = 1,60 \times 1,75 = 2,8 \text{ m}^2$	$M_2 = 110 \times 4,40 = 484 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M_3 = 20 \times 2,8 = 56 \text{ kg}$
Poids l'arcade :	$M_4 = 60 + (80 \times 1,40) = 172 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M_5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M_6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de moulage :	$M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine : $= 2,2 \times 0,80 = 1,76 \text{ m}^2$	$M_8 = 80 + (1,60 \times 25) = 124 \text{ kg}$

- Poids mort total : $P_m = \sum_{i=1}^8 M_i = 1192,8 \text{ kg}$
- Contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1192,8 + \frac{675}{2} = 1530,30 \text{ kg}$

III-4-2-1-Calcul dès la charge total q_u :

↳ a) Calcul de la charge de rupture :

Selon (DTU75,1), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport D/d (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons,

$$\frac{D}{d} = 45 \text{ et } D = 500 \text{ mm} \rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$$

$$\text{On a : } C_r = C_s \times M$$

Avec :

C_s : Coefficient de sécurité du câble et $C_s = 12$;

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble ;

M : Charge statique nominale portée par la nappe,

$$\text{Et : } M = Q + P_m + M_g$$

M_g : Poids du câble,

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ donc : $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M_g = Q + P_m$

$$\text{Donc : } C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1192,8) = 22413,6 \text{ kg}$$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0,85.

$$C_r = \frac{22413,6}{0,85} = 26368,94 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$

Avec :

m : Type de moulage (2 brins, 3 brins, ...) ;

n : Nombres des câbles,

Pour un câble de $d=12,22 \text{ m}$ et $m=2$ on a : $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152 \text{ kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{26368,94}{8152 \times 2} = 1,62$$

On prend : $n = 2$ câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles,

↳ b) Calcul des poids des câbles :

$$M_g = m \times n \times L$$

Avec :

m : La masse linéaire du câble, $m = 0,515 \text{ kg / m}$;

n : Nombre des câbles, $n = 2$;

L : Longueur du câble, $L = 33,25 \text{ m}$

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 33,25 = 34,16 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1192,80 + 34,16 = 1901,96 \text{ kg}$$

↳ c) Vérification de C_r :

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{27716,8}{1901,96} = 14,55 > 12 ; \text{Condition vérifiée}$$

↳ d) Calcul de la charge permanente total G :

On a : $P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ kg}$

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g = 1192,80 + 1530,30 + 1200 + 34,16 = 3957,26 \text{ kg}$$

$$Q = 675 \text{ kg}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6358,10 \text{ kg}$$

III-4-2-2-Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se pioncer sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge $q_u = 6358,10 \text{ kg}$,

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6358,10}{4} = 1589,53 \text{ kg/ m}$$

Selon le B,A,E,L 91/99 (A,5,2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_0 : La charge de calcul à l'E.L.U ;

h_0 : Epaisseur totale de la dalle, $h_0 = 15 \text{ cm}$;

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuilletmoyen,

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré_de_(10x10)_cm²,

$$\mu_c = 2(U + V)$$

$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg} > q_0$$

$$= 1589,53 \text{ kg}$$

Il n y a pas de risque de poinçonnement,

III-4-2-3-Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

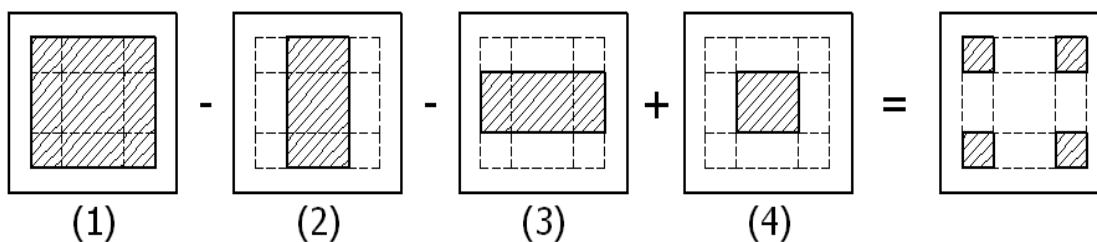


Figure-III-18-Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

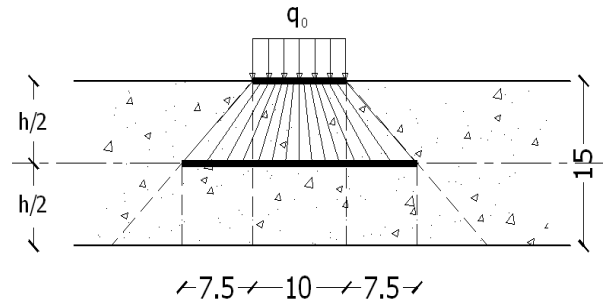


Figure-III-17-Répartition des charges sur la dalle d'ascenseur

III-4-2-4-Distances des rectangles :

1) Rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 115 \text{ cm} \\ V = 125 \text{ cm} \end{cases}$$

2) Rectangle (2) :

$$\begin{cases} U = 65 \text{ cm} \\ V = 125 \text{ cm} \end{cases}$$

3) Rectangle (3) :

$$\begin{cases} U = 115 \text{ cm} \\ V = 75 \text{ cm} \end{cases}$$

4) Rectangle (4) :

$$\begin{cases} U = 65 \text{ cm} \\ V = 75 \text{ cm} \end{cases}$$

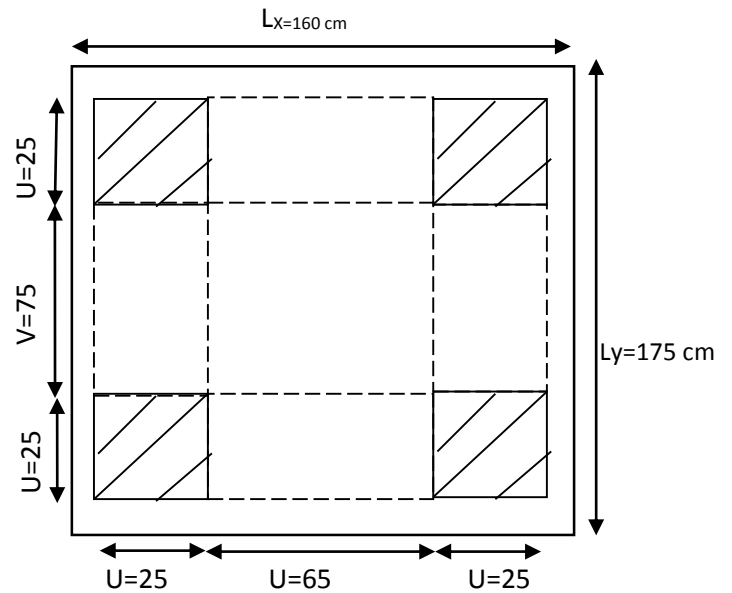


Figure III-19-Dessin montrant la concentration

III-4-2-5-Calcul des moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P \text{ et } M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

ν : le coefficient de Poisson,

A l'E.L.U ($\nu = 0$): $M_x = M_1 \times P$ et $M_y = M_2 \times P$ et $P = P' \times S$

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A (25×25) cm^2 est :

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{1589,53}{0,25^2} = 25432,48 \text{ kg / m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 1,60 \text{ m}$ et $L_y = 1,75 \text{ m}$,

Tableau-III-7-Les résultats des moments isostatiques des rectangles

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	S (m^2)	P'	$P=P'.S$	M_x	M_y
						(Kg/m^2)	(Kg)	(Kg,m)	(Kg,m)
1	0,71	0,71	0,102	0,071	1,44	25432,48	36622,77	3735,52	2600,22
2	0,40	0,71	0,116	0,087	0,81	25432,48	20600,31	2389,64	1792,23
3	0,71	0,42	0,090	0,082	0,94	25432,48	23906,53	2151,59	1960,34
4	0,40	0,42	0,131	0,112	0,49	25432,48	12461,92	1632,51	1395,74

III-4-2-6-Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 826,8 \text{ kg, m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 243,39 \text{ kg, m}$$

III-4-2-7-Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

↳ **a) Chargement :**

$$L_x = 1,60 \text{ m et } L_y = 1,75 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Poids propre : } G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg / m}^2$$

$$\text{Charge ultime : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg / m}^2,$$

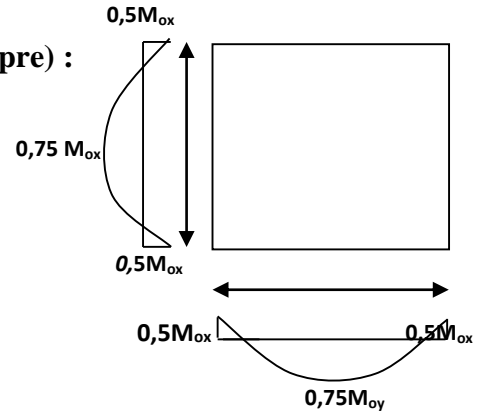


Figure-III-20-Moments de la dalle

↳ **b) Sollicitations :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{175} = 0,91$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$

$$\alpha = 0,9 \rightarrow \mu_x = 0,0456 \text{ et } \mu_y = 0,7834$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 119,70 \text{ kg. m et } M_{y2} = 93,77 \text{ kg. m}$$

↳ **C) Les moments appliqués à la dalle :**

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 826,8 + 119,70 = 946,5 \text{ kg, m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 243,39 + 93,77 = 337,16 \text{ kg, m}$$

III-4-2-8-Les moments retenus sont :

a) En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 712,13 \text{ kg. m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 252,87 \text{ kg. m}$$

b) Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 473,25 \text{ kg, m}$$

III-4-3-Calcul du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur,

On a : $b = 100 \text{ cm ; } h = 15 \text{ cm ; } d = 13,5 \text{ cm ; } f_e = 400 \text{ MPa ; } \sigma_s = 348 ;$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa ; } f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa ; } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa ; } \text{Fissuration peu préjudiciable,}$

a) En travée :

a-1) Sens L_x :

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 712,13 \text{ kg.m} = 7121,3 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7121,3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,028 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a : $\beta = 0,986$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7121,3}{0,997 \times 13,5 \times 348} = 1,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a-2) Sens L_y :

Le moment ultime :

$$M_{ty} = 252,87 \text{ kg / m} = 2528,7 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2528,7}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,009 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a : $\beta = 0,996$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2528,7}{0,996 \times 13,5 \times 348} = 0,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

↳ b) Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 473,25 \text{ kg.m} = 4732,5 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4732,5}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,018 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a : $\beta = 0,991$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4732,5}{0,991 \times 13,5 \times 348} = 1,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

III-4-3-1-Section minimale des armatures :

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 0,9$, on peut appliquer la formule suivante :

a) Sens L_y :

$$A_{y \min} = 8h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 1,02 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

b) Sens L_x :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 0,9}{2} \right) = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{x \min} = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 1,02 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \min} = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

III-4-3-2-Choix des aciers :

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm}$$

a) En travée :**a-1) Sens L_x :**

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

a-2) Sens L_y :

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

b) Sur appuis (chapeaux) :

$$\begin{cases} A_a = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

III-4-3-3-Armatures transversal :

La mise des armatures transversales dépend de la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur,

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec :}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_y ; \text{ Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u ; \text{ Sens } L_y$$

V_x et V_y : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties,

V_v et V_u : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées,

On calcule V_x et V_y :

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 656,25 \times 10^{-2} \times \frac{1,60}{2} \frac{1}{1 + \frac{0,9}{2}} = 4,53 \text{ kN}$$

$$V_y = 656,25 \times 10^{-2} \times \frac{1,75}{3} = 4,38 \text{ kN}$$

$$V_y < V_x$$

On calcul V_v et V_u :

$$V_v = \frac{P_0}{2u + v} = \frac{1589,53 \times 10^{-2}}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 21,19 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{P_0}{3u} = \frac{1589,53 \times 10^{-2}}{3 \times 0,25} = 21,19 \text{ kN}$$

$$V_v = V_u \text{ parce que } u = v$$

Donc :

$$V_{\text{tot}} = V_x + V_v = 4,53 + 21,19 = 25,72 \text{ kN ; Sens } L_x$$

$$V_{\text{tot}} = V_y + V_u = 4,38 + 21,19 = 25,57 \text{ kN ; Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{u \text{ tot}} = \max(V_{u \text{ tot } x} ; V_{u \text{ tot } y}) = 25,72 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{tot}}}{b \times d} = \frac{25,72 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,190 \text{ MPa}$$

$15 \text{ cm} \leq h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$; On vérifié que :

$$\bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 1,63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,190 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

On en déduit que les armatures transversal ne sont pas nécessaires,

III-4-3-4-Vérification à l'E.L.S :

III-4-3-4-1-Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + vM_2)P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + vM_1)P'_{ser} \end{cases} \text{ avec : } v = 0,2 \text{ (E, L, S)}$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \times S' = \frac{P_{a ser}}{u \times v} \times S'$$

$$P_{a ser} = (G + Q) \frac{1}{4} = (3959,7 + 675) \frac{1}{4} = 1158,68 \text{ kg}$$

$$q_{ser} = \frac{P_{a ser}}{u \times v} = \frac{1158,68}{0,25^2} = 18538,88 \text{ kg / m}^2$$

$$P'_{ser} = 18538,88 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 1.60 \text{ m}$ et $L_y = 1.75 \text{ m}$

Tableau-III-8-Les résultats des moments isostatiques des rectangles

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	S (m ²)	P'	P=P'.S	M_x (Kg,m)	M_y (Kg,m)
						(Kg/m ²)	(Kg)		
1	0,58	0,57	0,102	0,071	1,44	18538,88	26695,99	3102,07	2440,01
2	0,33	0,57	0,116	0,087	0,81	18538,88	15016,49	2003,20	1654,82
3	0,63	0,34	0,090	0,082	0,94	18538,88	17426,55	1854,18	1742,66
4	0,33	0,34	0,131	0,112	0,49	18538,88	9084,05	1393,49	1255,42

III-4-3-4-2-Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 638,18 \text{ kg, m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 297,95 \text{ kg, m}$$

III-4-3-4-3-Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

↳ Chargement :

$L_x = 1.60 \text{ m}$ et $L_y = 1.75 \text{ m}$ et $h_0 = 15 \text{ cm}$

- Poids propre : $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$
- Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg / m}$

Charge ultime : $q_{\text{ser}} = G + Q = 475 \text{ kg / m}$

III-4-3-5-Moments dus aux charges réparties (E.L.S) :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.60}{1.75} = 0,91$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr} \end{cases}$

$\alpha = 0,95 \Rightarrow \mu_x = 0,0528$ et $\mu_y = 0,8502$; Tirée de l'abaques

Donc : $M_{0xr} = 100,32 \text{ kg. m}$ et $M_{0yr} = 85,29 \text{ kg. m}$

III-4-3-6-Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 638,18 + 100,32 = 738,5 \text{ kg. m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 297,95 + 85,29 = 383,24 \text{ kg. m}$$

III-4-3-6-1-Les moments retenus :

a) En travée :

$$M_{\text{tx}} = 0,75M_{0x} = 553,88 \text{ kg. m}$$

$$M_{\text{ty}} = 0,75M_{0y} = 287,43 \text{ kg. m}$$

b) Sur appuis : $M_{\text{ax}} = M_{\text{ay}} = 0,50M_{0x} = 369,25 \text{ kg. m}$

III-4-3-6-2-Vérification des contraintes dans le béton :

↳ Suivant L_x :

a-1) En travée :

$$M_{\text{tx}} = 5538,8 \text{ N. m} ; A_{\text{tx}} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_{\text{sc}} = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

a-2) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

a-3) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d-y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2)$$

$$= 6087,13 \text{ cm}^4$$

a-4) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5538,8}{6087,13} \times 3,13 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,84 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

b-1) Sur appuis :

$$M_a = 3692,5 \text{ N.m} ; A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_{sc} = 0$$

b-2) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y-d) - \eta A(d-y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

b-3) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d-y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2)$$

$$= 6087,13 \text{ cm}^4$$

b-4) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{3692,5}{6087,13} \times 3,13 = 1,90 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,90 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

↳ **Suivant L_y :**

a-1) En travée :

$$M_{ty} = 2874,3 \text{ N.m} ; A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_{sc} = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y-d) - \eta A(d-y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

a-2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d-y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2)$$

$$= 6087,13 \text{ cm}^4$$

a-3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2874,3}{6087,13} \times 3,13 = 1,48 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,48 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa ; Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent

III-4-3-7-Disposition du ferrailage :**III-4-3-7-1-Arrêt des barres :**

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct,

On a : $f_e 400$ et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$,

$$L_s = 40\Phi = 40 \times 1,00 = 40 \text{ cm},$$

III-4-3-7-2-Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci,

III-4-3-7-3-Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max(L_s ; 0,2 L_x) = \max(40 \text{ cm} ; 35 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left(L_s ; \frac{L_1}{2}\right) = \max(40 \text{ cm} ; 20 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

III-4-3-7-4-Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{175}{10} = 17,5 \text{ cm}$$

Soit la distance d'arrêt des barres et 25cm

III-4-3-7-4-Armatures finales :**a) Suivant L_x :**

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4\text{T}10 \text{ p, m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4\text{T}10 \text{ p, m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

↳ b) Suivant L_y :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4\text{T}10 \text{ p, m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4\text{T}10 \text{ p, m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

III-4-3-8-Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le RPA 99/2003, l'épaisseur du voile doit être $e_p \geq 15 \text{ cm}$,

On adopte une épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$,

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrillé par :

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le voile est ferrillé en deux nappes avec 5T10 / ml soit : $A_{\text{adop}} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

L'espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

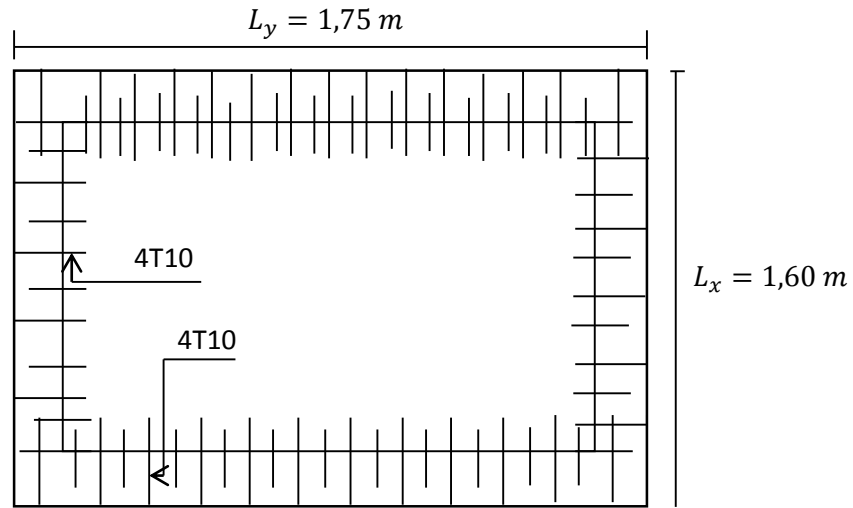


Figure-III-21-Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.

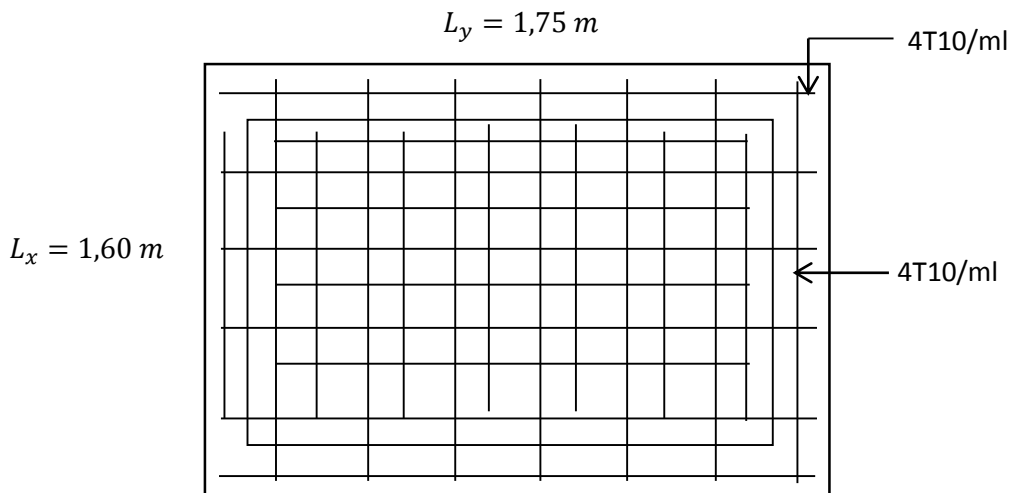


Figure-III-22-Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur